

[157] 高軸力を受ける鉄筋コンクリート造柱の 耐震性能に関する研究

正会員 ○周 小真 (西安冶金建築学院建工系)

正会員 東 洋一 (東京都立大学 工学部)

姜 維山 (西安冶金建築学院建工系)

正会員 清水 泰 (東京都立大学 工学部)

1. 序

中国に於ける工業用工場は鉄筋コンクリート構造とする事が多く、その柱はクレーンの支柱も兼ねる為、柱の地震時荷重に対する設計に際しては最大作用軸方向力をどこまで許せるかが重要な問題となっている。日本建築学会計算規準¹⁾では柱の靱性確保を目的に軸方向応力度はコンクリート設計基準強度の $1/3$ 以下とすべきであるとしており、また、中国の設計基準ではなるべく軸力比 σ_0/f_c を0.4前後の値に止どめる事が必要であると記述している。ところが、中高層ビルの外柱等は地震時には過大な軸力を受ける事もあり、更に中国に於ける重工業用工場の柱の軸力比は0.4以上になる事が往々にして見受けられる。このような場合、上記制限値内では合理的な設計が不可能な場合も有る。日本では1968年の十勝沖地震以来、中国では1976年の唐山地震以来、鉄筋コンクリート短柱のせん断破壊や靱性能に関する研究が盛んに行なわれて来たが、軸力比0.4以上の短柱の研究例はあまり見受けられない。本論文は上記の事項に着目して、高軸力を受ける短柱が繰返し水平力を受ける際の力学的特性に関して実験を行なった結果をまとめたものである。

2. 試験体

試験体は実物の約 $1/5$ の縮尺模型17体で、その内訳は軸力零の物が1体、軸力比0.1~0.3の物が3体、0.4~0.9の物が11体、1.0~1.2の物が2体である。試験体の一覧を表1に、配筋図を図1に示す。全試験体のシアスパン比は1.0で、配筋は主筋にD6を用い、帯筋に4 ϕ のなまし鉄線を用いた。試験体の設計に際しては、試験体の破壊モードを対角線状のせん断破壊と想定して、せん断耐力に対する軸力の影響を見たい事もあって、せん断補強筋を柱中央部へ1本のみ配筋する事とした。コンクリートは粗骨材の最大粒径が20mmの物を用いた。

3. 実験方法

加力装置を図2に示す。試験体に所定の軸方向力を加え、これを水平加力中常に一定に保ち、正負交番の多数回繰返し静加力実験を行なった。予定荷重履歴は降伏以前では荷重で制御し、1tonから始めて0.5tonずつ増加させ、各荷重段階毎に1回づつの繰返し加力を予定した。降伏以後は部材角で制御し、部材角 $R=1/500$ で1回繰返した後、 $R=1/200$ と $1/100$ で各3回づつ繰返し、最後に押し切る事を計画した。測定は変位測定用ゲージホルダーを試験体基礎部に固定し、柱頭・柱脚間の水平変位を測定した。

4. 実験結果

各試験体の実験によって得られた初期剛性、各種の初ひびわれ荷重、降伏時荷重と変形、最大耐力時荷重と変形、終局時荷重と変形を表1に一括して示す。ここで、初期剛性は正側加力時第二サイクルまでの荷重・変位曲線より、

曲げひびわれ発生時、または、荷重1.5ton(平均せん断応力度 $\bar{\tau}=23.4\text{MPa}$)の時の剛性を目安としてグラフ上で判断して決定した。降伏点は荷重・変位曲線の視察により、主筋の降伏状況や破壊の進展状況等を参考として決定し

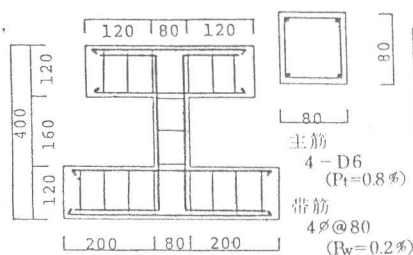


図1. 試験体配筋図

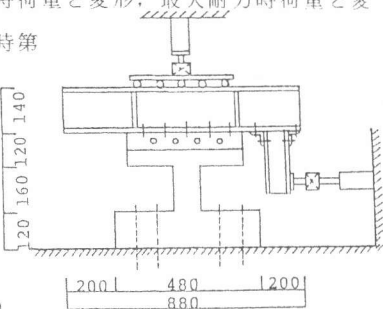


図2. 加力装置

た。限界変形は最大耐力後急激に耐力低下を生じた点、または、徐々に耐力低下を生じた場合には最大荷重の85%まで荷重が低下した点の変形を採用した。

5. 実験結果の考察

5.1 破壊モードの分類

図3に典型的な破壊モードを示した5体の試験体の荷重・変位曲線並びに最終破壊状況を示す。全試験体の破壊モードを諸ひびわれの発生や主筋の降伏状況及び破壊の進展状況等を参考として次の5種類に分類した。

(破壊モードA: AZ0-0) 水平荷重0.6 ton ($R=1/500$)の時ひびわれを生じ、0.75 ton ($R=1/200$)の時柱頭・柱脚の引張主筋が降伏した。その後の繰返し加力でもせん断ひびわれの発生は無く、耐力低下も少なかった。最大耐力は1.85 ton ($R=1/50$)で、その後徐々に耐力が低下した。破壊モードは曲げ破壊である。

(破壊モードB: AZ1-01~AZ5-04) 水平荷重1.5~1.9 ton ($\tau=23.4\sim29.7$ ㎫, $R=1/500\sim1/285$)でまず曲げひびわれを生じ、その後、2~2.5 ton ($R=1/250\sim1/200$)で対角線状のせん断ひびわれを生じた。更に加力するとせん断補強筋の歪が急激に増大し、最大耐力($\tau=39\sim49$ ㎫, $R=1/200\sim1/174$)に達し、柱頭部圧縮側から柱脚部圧縮側までの対角線状せん断引張破壊を生じた。この時、耐力は急激に低下した。この破壊モードの諸試験体の初ひびわれ発生荷重及び最大耐力は軸力比の増大に従って増大する傾向を示した。

(破壊モードC: AZ6-05~AZ11-07) 3 ton ($R=1/250$)前後で曲げひびわれを生じる事なく柱頭、柱脚部の材端でせん断ひびわれを生じた。このひびわれを生じた変位で2回繰返し加力を行なったが、その際の耐力低下は小さかった。更に変位を増加させると対角線状のせん断ひびわれを生じ、帯筋が降伏し、最大耐力に達した。最終状態では破壊モードBと同様に対角線状のせん断引張破壊となり、耐力は急激に低下した。なお、この時点で帯筋は破断され柱主筋が座屈した。

(破壊モードD: AZ12-08~AZ14-09) $R=1/800\sim1/1000$ の時に主筋に添って割裂状のひびわれを生じ、3.05~3.5 ton ($R=1/364\sim1/308$)で最大耐力に達した。その後、柱中心部で斜めひびわれを生じ、帯筋が降伏し、コンクリートが大きく剥落した。最終的には軸力が保持できなくなり、高圧せん断圧縮破壊した。

(破壊モードE: AZ15-11, AZ16-12) AZ15-11は水平荷重2.0 ton ($R=1/500$)で圧縮側主筋が圧縮降

表1. 試験体及び実験結果一覧

試験体	F_c	σ_0	$\frac{\sigma_0}{F_c}$	k_e	T_{QBC}	T_{QSC}	T_{QVC}	T_{QY}	δY	T_{QM}	δM	T_{QU}	δU	モード
AZ0-0	402	0	0	—	0.6	—	—	0.75	0.8	1.85	3.2	1.35	4.0	A
AZ1-01	365	36.5	0.1	45.5	1.5	2.5	—	1.9	0.8	2.72	2.4	—	—	B
AZ2-02	390	78.0	0.2	68.2	1.5	1.75	—	2.5	0.52	2.75	0.8	2.7	1.2	B
AZ3-03	350	105.0	0.3	43.9	1.5	2.5	—	2.5	0.9	2.62	1.4	2.34	2.13	B
AZ4-04	263	105.2	0.4	39.1	1.92	2.5	—	1.9	0.8	2.5	1.04	1.8	1.32	B
AZ5-04	293	117.2	0.4	41.7	2.1	2.1	—	2.1	0.6	3.15	0.6	1.87	0.86	B
AZ6-05	369	184.5	0.5	73.5	—	2.8	—	3.5	0.7	3.5	0.7	2.75	1.0	C
AZ7-055	337	185.4	0.55	68.6	2.75	2.25	—	3.25	0.68	3.25	0.68	3.0	0.92	C
AZ8-06	329	197.4	0.6	115.4	2.25	2.0	—	3.1	0.46	3.5	0.56	3.0	0.63	C
AZ9-06	335	201.0	0.6	125.0	2.5	2.5	3.2	3.2	0.43	3.5	0.6	3.45	0.68	C
AZ10-07	347	242.9	0.7	107.1	—	3.0	3.5	3.7	0.62	3.7	0.62	3.3	0.8	C
AZ11-07	325	227.5	0.7	114.3	—	3.75	2.75	3.76	0.62	3.9	0.72	3.75	0.85	C
AZ12-08	313	250.4	0.8	115.4	—	2.6	3.0	3.5	0.5	3.5	0.5	2.9	0.5	D
AZ13-09	334	300.6	0.9	—	—	—	1.75	3.05	0.52	3.5	0.52	2.5	0.6	D
AZ14-09	284	255.6	0.9	93.8	—	—	2.75	3.05	0.44	3.05	0.44	2.7	0.8	D
AZ15-11	312	343.2	1.1	75.0	—	—	2.0	2.0	0.32	2.0	0.32	2.0	0.44	E
AZ16-22	270	324.0	1.2	—	—	—	—	—	—	0.25	0.01	—	—	E

(共通事項) 主筋4-D6, $a_t=0.57$ cm, $P_t=0.8\%$, $\sigma_{Sy}=3430$ ㎫, $\sigma_{Sm}=3860$ ㎫, $B\times D=8\times 8$ cm, $h_0=16$ cm 帯筋4 ϕ @80, $a_w=0.25$ cm, $P_w=0.002$, $\sigma_{wy}=3480$ ㎫, $\sigma_{wm}=4570$ ㎫, $M/QD=1.0$ 。

(記号説明) F_c : コンクリート圧縮強度 (㎫), σ_0 : 柱軸方向応力度 (㎫), T_{QBC} : 曲げひびわれ発生荷重 (ton), T_{QSC} : せん断ひびわれ発生荷重 (ton), T_{QVC} : 割裂状縦ひびわれ発生荷重 (ton), QY , δY : 降伏時荷重 (ton) と変形 (mm), T_{QM} , δM : 最大耐力時荷重 (ton) と変形 (mm), T_{QU} , δU : 終局時荷重 (ton) と変形 (mm), a_t, P_t : 引張鉄筋の断面積と鉄筋化, a_w, P_w : 帯筋断面積と鉄筋化, σ_{Sy} , σ_{Sm} : 引張鉄筋降伏強度と最大強度, σ_{wy} , σ_{wm} : 帯筋降伏強度と最大強度, B, D : 柱幅と全せい, h_0 : 柱内法高さ, M/QD : シアスパン比, k_e : 初期剛性 (t/mm)。

伏し、鉛直方向に割裂状のひびわれを生じた。その後、負側加力でも 1.5 ton の時圧縮側主筋が圧縮降伏し、コンクリートが大きく剥落し、急激に圧壊が進展した。AZ 16-12 は軸力を加力した時に鉛直方向に割裂状のひびわれを生じ、水平加力 0.25 ton ($R = 1/16000$) の時圧縮破壊した。

5.2 諸ひびわれ発生荷重の検討

実験値と計算値とを比較して表 2 に示す。曲げひびわれの発生荷重は多少ばらつきが有るものの軸力比の増加に伴って上昇する傾向を見せ、算定式(1)も比較的良い適合性を示した。せん断ひびわれの発生荷重は平均せん断応力度とコンクリート強度との比 τ/F_c の値が 0.07 ~ 0.18 の間にばらついているが、広沢式(2)とは比較的良く一致している。両ひびわれの発生は軸力比が 0 ~ 0.4 までは曲げひびわれがせん断ひびわれに先行して発生しているが、0.5 以上ではこの関係が逆転している。また、0.7 以上では曲げひびわれの発生は観察されず、0.9 以上ではせん断ひびわれの発生も見られなかった。0.6 以上の試験体では主筋に添って割裂状の縦ひびわれの発生が見受けられた。

5.3 最大耐力の検討

最大耐力実験値とその計算値を比較して表 2 と図 4 に示す。各試験体の最大耐力は軸力比が 0.7 以下の範囲ではその増加に伴って徐々に増加してゆく傾向を示し、修正大野・荒川式(4)とも比較的良く対応している。軸力比

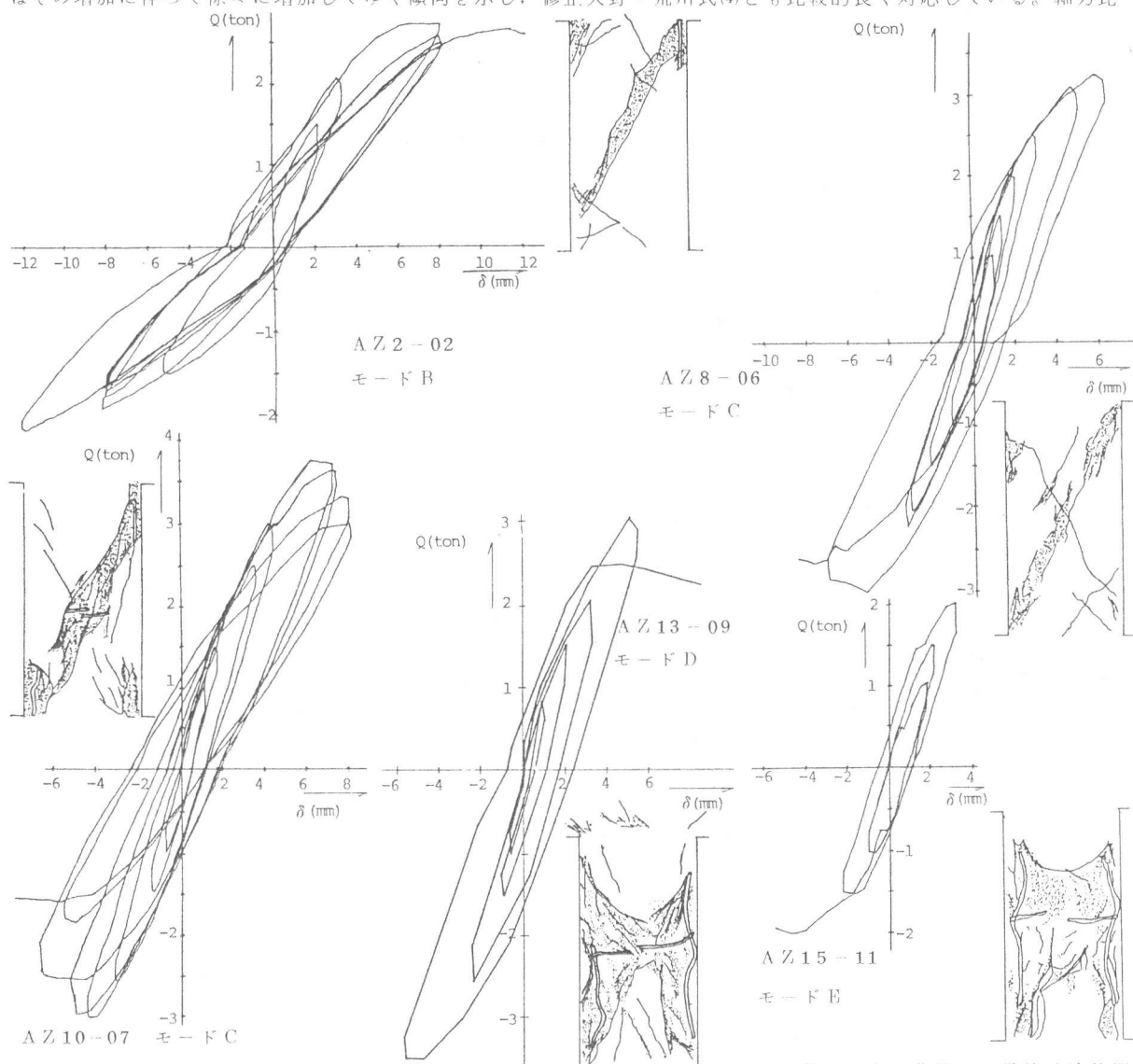


図 3. 荷重・変位曲線及び最終破壊状況

が 0.7 を超える範囲では徐々に最大耐力は低くなり、1.0 を超える範囲では急激に減少している。修正大野・荒川式による計算値はバラツキは有るものの軸力比が 1.0 以下の範囲では実験値と良く対応している。1.0 を超えると破壊モードが変化するために適合性が悪くなっている。中国の算定式(6)による計算値はこれが設計用の式であるために相当に低い値を与える結果となった。曲げ耐力の算定値(3)は曲げ破壊した軸力比が 0.1 以下の 2 体では良い適合性を示しているが、0.2~0.4 の範囲ではせん断破壊をしたために実験値よりも相当に大きな値となっている。また、0.6 を超える範囲では耐力算定値が大幅に低い値となっており多少改良の余地が有る様に思われる。中国の算定式(5)による値も(3)式と同様の傾向を示した。

6. まとめ

高軸力を受ける鉄筋コンクリート造短柱が繰返し水平力を受ける際のせん断耐力に及ぼす影響に関して 17 体の試験体を用いて実験を行なったが、その結果、軸力比の変化に伴って柱の破壊モードが変化し、最大耐力も増減し、軸力比が 0.9 を超える範囲では大幅に最大耐力が低下する傾向が認められた。

表 2. 計算値と実験値との比較

試験体	CQBC	RQBC	CQSC	RQSC	CQB1	RQB1	CQB2	RQB2	CQS1	RQS1	CQS2	RQS2
AZ 0-0	0.385	1.56	1.246	—	1.564	1.18	1.544	1.20	2.157	0.86	3.165	0.58
AZ 1-01	0.756	1.98	1.598	1.56	2.615	1.04	2.453	1.11	2.207	1.23	3.154	0.86
AZ 2-02	1.590	0.94	1.978	0.88	3.561	0.77	3.619	0.76	2.475	1.11	3.594	0.77
AZ 3-03	1.479	1.01	2.080	1.20	3.916	0.67	3.629	0.72	2.471	1.06	3.494	0.75
AZ 4-04	1.434	1.34	1.887	1.32	3.584	0.70	3.333	0.75	2.198	1.14	2.727	0.92
AZ 5-04	1.579	1.33	2.028	1.04	3.814	0.83	3.713	0.85	2.348	1.34	2.907	1.08
AZ 6-05	2.337	—	2.549	1.10	3.823	0.92	5.119	0.68	2.894	1.21	3.954	0.89
AZ 7-055	2.330	1.18	2.480	0.91	3.354	0.97	4.470	0.73	2.798	1.16	3.326	0.98
AZ 8-06	2.454	0.92	2.516	0.79	3.049	1.15	4.232	0.83	2.826	1.24	3.306	1.06
AZ 9-06	2.495	1.00	2.547	0.98	3.079	1.14	4.288	0.82	2.862	1.22	3.345	1.05
AZ 10-07	2.949	—	2.756	1.09	2.594	1.43	3.687	1.00	3.089	1.20	3.487	1.06
AZ 11-07	2.773	—	2.636	1.42	2.514	1.55	3.536	1.10	2.948	1.32	3.266	1.19
AZ 12-08	3.011	—	2.697	0.96	1.972	1.77	2.825	1.24	3.017	1.16	3.145	1.11
AZ 13-09	3.557	—	2.942	—	1.492	2.35	2.266	1.54	3.312	1.06	3.356	1.04
AZ 14-09	3.050	—	2.634	—	1.448	2.11	2.108	1.45	2.948	1.03	2.854	1.07
AZ 15-11	4.000	—	3.026	—	0.477	4.19	0.922	2.17	3.435	0.58	3.446	0.58
AZ 16-12	3.771	—	2.830	—	0.116	2.16	0.449	0.56	3.217	0.08	2.713	0.09

(記号説明) CQBC: 曲げひびわれ荷重計算値, CQSC: せん断ひびわれ荷重計算値, RQBC = TQBC/CQBC, RQSC = TQSC/CQSC
 CQB1, CQB2: 曲げ耐力計算値, CQS1, CQS2: せん断耐力計算値, RQB1, RQB2 = TQM/CQB1, RQB2, RQS1, RQS2 = TQM/CQS1, RQS2
 $CQB1 = \frac{2}{h_0} \left\{ 0.8at \cdot \sigma_{sy} \cdot D + 0.5ND \left(1 - \frac{N}{B \cdot D \cdot F_c} \right) \right\}$ 但し, $N > 0.4B \cdot D \cdot F_c$ の場合, $CQB1 = \frac{2}{h_0} (0.8at \cdot \sigma_{sy} \cdot D + 0.12B \cdot D^2 \cdot F_c)$ (3) 1)
 $CQS1 = \left\{ \frac{0.12ku \cdot kp(180+F_c)}{(M/Q \cdot d + 0.12)} + 2.7\sqrt{P_w \cdot \sigma_{wy} + 0.1 \sigma_o} \right\} B \cdot j$ (4) 2) $CQSC = 0.97 \sqrt{F_c} \cdot B \cdot D \left(1 - \frac{\sigma_o}{C \sigma_t} \right)^{0.411} \left(\frac{M}{Q \cdot D} \right)^{-0.605}$ (2) 2)

(中国の算定式)

$$CQB2 = \begin{cases} \text{① } 2dc \leq x \leq 0.55d & CQB2 = \frac{N \cdot e}{(h_0/2)} = k \cdot h \left\{ R_w \cdot B \cdot X \left(d - \frac{x}{2} \right) + \sigma_{sy} \cdot ac(d-dc) \right\} \\ \text{② } 0.55d < x & CQB2 = \frac{2}{k \cdot h} \left\{ 0.5F_c \cdot B \cdot d^2 + \sigma_{sy} \cdot ac(d-dc) \right\} \end{cases} \quad (5) 4) \quad CQBC = \frac{C \sigma_t}{Z} + \frac{N \cdot D}{6} \quad (1) 1)$$

$$CQS2 = \frac{0.12}{m-0.3} F_c \cdot B \cdot d + 1.25 \sigma_{wy} \frac{A_s}{S} d + 0.1N \quad \text{但し } N/B \cdot D \cdot F_c \leq 3.0 \quad (6) 4)$$

k=1.0 $R_w=1.1F_c$, $2 \leq m=M/QD \leq 3$, e: 偏心率, $x=K \cdot N/B \cdot R_w$, $ac=a't$, S: 帯筋間隔, Z: 断面係数, N: 軸力
 ku: 断面寸法による補正係数, $kp=0.82pt^{0.23}$, j=7d/8 d: 柱有効せい, dc: 圧縮縁から圧縮鉄筋までの距離, $C \sigma_t = 1.8 \sqrt{F_c}$
 (参考文献) 1. 日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規程」1982。 2. 広沢雅也「鉄筋コンクリート部材の強度と靱性」建築研究報告 No. 76, 1973。
 3. 日本建築防災協会「耐震診断基準」建設省住宅局建築指導課, 1977。 4. 中国建築工業出版社「鋼筋混凝土結構設計規程 T J 10-74」
 5. 鋼筋混凝土設計規程修訂版「鋼筋混凝土構件斜截面抗剪強度計算 1984・3 建築結構」